Die Berücksichtigung des Kanalspeicherraumes bei der Bemessung von Regenwasserkanalisationen

VON HANSJÖRG WEINMANN

Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz
an der ETH, Zürich.

Manuskript eingegangen am 3. Januar 1967.

Einleitung

Die Dimensionierung der Regenwasserkanalisationen bezweckt, den Kanalquerschnitt den anfallenden Abflussspitzen in wirtschaftlich tragbaren Grenzen anzupassen. Dem entwerfenden Ingenieur stehen hierzu, neben Schätzungsverfahren und veralteten Verzögerungsformeln, mehrere Methoden zur Verfügung, wovon einige aufgezählt seien:

Fließzeitverfahren

- Zeitbeiwertverfahren [1, 2]
- Rational Method [3, 4]
- Lloyd-Davies-Formula [5]

Verbesserte Fließzeitverfahren

- Tangent Method [6, 7]
- nach EIGENBRODT [8]
- nach JŮVA [9]
- nach REINHOLD [10]
- nach HALLWACHS [11]
- nach WUSTLICH [12]
- nach GREGORY und ARNOLD [13]

Summenlinienverfahren

- Modified Tangent Method [14]
- Summenlinienverfahren nach HAUFF-VIKARI [15] und KEHR [16]

Kanalberechnungsmethoden unter Berücksichtigung des Kanalspeicherraumes

- nach SCHOENEFELDT [17–19]
- nach MÜLLER-NEUHAUS [20]
- nach GRUHLER [21]
- Italienisches Verfahren [22, 23]
- Holländisches Verfahren [24, 25]

Methoden basierend auf hypothetischen Regenfällen

- nach COLEMAN und JOHNSON [26]
- nach ORMSBY [27] und HART [28]
- Los Angeles Hydrograph Method [29]
- Chicago Hydrograph Method [30]
- Road Research Laboratory Hydrograph Method [31]

In der schweizerischen Kanalisationstechnik wird fast ausschliesslich ein Fliesszeitverfahren angewendet, das nur unwesentlich vom deutschen Zeitbeiwertverfahren abweicht. Der Unterschied besteht lediglich darin, dass in der Gebrauchsformel von HÖRLER und RHEIN [32, 33]

$$Q = r_T^{(n)} \sum_i \psi_i F_i = \frac{K}{T+B} \sum_i \psi_i F_i \quad [l/s],$$

die Zeitbeiwerte φ nicht zum Ausdruck kommen, weil sie darin implizit enthalten sind als

$$\varphi = \frac{K}{r_{15}^{(1)} (T+B)} = \frac{(15+B)(1+C \log z)}{T+B} \quad [-].$$

- Q = maximale Durchflussmenge im Berechnungspunkt $[l/s]$
 $r_T^{(n)}$ = Regenintensität $[l/s \cdot ha]$
 $\sum_i \psi_i F_i$ = Summe des Produktes aus Abflussbeiwert und zugehöriger Teileinzugsfläche $[ha]$
 K = tabellierter Wert, welcher für eine Regenmeßstation nur vom Überschreitungsintervall $z = n^{-1}$ abhängt $[l \cdot min/s \cdot ha]$
 T = Regenabschnittsdauer $[min]$
 B = Ortskonstante $[min]$
 φ = Zeitbeiwert $[-]$
 $r_{15}^{(1)}$ = Regenintensität für $T = 15$ Min. und $n = 1$ $[l/s \cdot ha]$
 C = Ortskonstante $[-]$
 z = n^{-1} = Überschreitungsintervall (Anzahl Jahre) $[-]$
 n = Überschreitungshäufigkeit (pro Jahr) $[-]$

Daneben ist das Summenlinienverfahren von Bedeutung, welches die Form des Einzugsgebietes weitgehend berücksichtigt und daher zu grösserer Genauigkeit führt als das Fliesszeitverfahren. WÖRTKE [34] zeigt an einem Beispiel, welches natürlich keine allgemeinen Folgerungen zulässt, dass das Summenlinienverfahren um 26% grössere Abflussmengen ergeben kann als das Fliesszeitverfahren. Da in der Schweiz jedoch grosszügige Überlastungsintervalle von 5, 10 oder mehr Jahren vorausgesetzt werden, sind die geringeren Abflußspitzen des Fliesszeitverfahrens nicht von ausschlaggebender Bedeutung.

Die weiteren Verfahren sind dem Praktiker meist nur nach ihrer Benennung bekannt. Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel, aus dieser Vielfalt von Methoden diejenigen näher zu beleuchten, welche durch Berücksichtigung des sogenannten Kanalspeicherraumes den Anschein nach grösstmöglicher Genauigkeit erwecken und welche es bei üblichen Dimensionierungsgrundlagen ermöglichen, die Kanalquerschnitte kleiner zu bemessen.

Ich danke meinem Mitarbeiter Herrn Ing. H. R. RHEIN für die wertvollen Anregungen, welche er mir bei der Ausarbeitung des Manuskriptes zukommen liess.

Der freie Raum in Sielnetzen nach SCHRANK

SCHRANK [35] schreibt im Jahre 1914:

«Der Maximalregen, der für die Mündung eines Gebietes von ungefähr gleicher Breite massgebend ist, beansprucht nur jenen Querschnitt vollständig, der sich unmittelbar an der Mündung befindet. Jeder weiter rückwärts gelegene Querschnitt ist weniger gefüllt, und die Beanspruchung der vorhandenen Querschnitte sinkt mit der Entfernung von der Mündung. Dieser Umstand zeigt sich bei jedem weiter rückwärts gelegenen Punkte und dem für ihn massgebenden Maximalregen. Als Folgerung daraus ergibt sich, dass die Kanalquerschnitte mit der Entfernung von der Mündung relativ grösser dimensioniert sein müssen. Es bleibt also bei jedem beliebigen Maximalregen oberhalb der kritischen Punkte ein freier Rauminhalt, der recht bedeutend sein kann.»

Mit anderen Worten: Die oberen Kanäle werden entsprechend den kürzeren Fließzeiten mit höheren Regenintensitäten bemessen als die nachfolgenden Kanalstrecken. Sie werden demnach durch die längeren und schwächeren «Berechnungsregen», welche für die nachfolgenden Kanalstrecken massgebend sind, nicht voll beansprucht. Könnte man den freien Rauminhalt zum Speichern von Regenwasser verwenden, so liessen sich die unteren Leitungsquerschnitte reduzieren.

Diese Feststellung von SCHRANK veranlasste auch EIGENBRODT [8], SCHOENE FELDT [17–19], REINHOLD [10], MÜLLER-NEUHAUS [20], GRUHLER [21], RENDSVIG [36] u. a. sich diesem Fragenkomplex zu widmen. Bevor wir untersuchen, ob eine Ausnützung des Speicherraumes überhaupt angezeigt ist, betrachten wir drei Verfahren, welche diesen Speicherraum in die Berechnung einführen.

1. Zeichnerisches Verfahren mit Berücksichtigung des Speicherraumes der Kanäle nach MÜLLER-NEUHAUS

1.1 Herleitung und Beschreibung des Verfahrens

Das Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS [20], welches unter obiger Benennung in die ATV-Richtlinien für die Berechnung von Regen- und Mischwasserkanälen [37] aufgenommen wurde, basiert auf folgenden Annahmen:

Annahme a

Die Zuflussmenge sei konstant und fliesse entsprechend der Grundgleichung der Kanalisationstechnik auf der ganzen Leitungslänge L gleichmässig verteilt zu:

$$Q_z = 10^{-3} r \sum_i \psi_i F_i \quad [\text{m}^3/\text{s}] .$$

Q_z = Konstanter Zufluss pro Zeiteinheit $[\text{m}^3/\text{s}]$

r = Regenintensität $[\text{l/s} \cdot \text{ha}]$

ψ_i = Abflussbeiwert eines Teileinzugsgebietes $[-]$

F_i = Fläche eines Teileinzugsgebietes $[\text{ha}]$

Annahme b

Der Leitungsquerschnitt S und die Profilhöhe H seien im betrachteten Abschnitt auf der ganzen Länge dieselben.

Annahme c

Die benetzte Querschnittsfläche und die im Berechnungspunkt ausfliessende Wassermenge seien proportional zur Wassertiefe in der Leitung:

$$\frac{h(t)}{H} = \frac{s[h(t)]}{S} = \frac{Q_{an}(t)}{Q_{voll}} \quad [-].$$

- t = Zeit seit Beginn des Zuflusses [s]
 $h(t)$ = Als Funktion der Zeit t ansteigende Wassertiefe in der Leitung [m]
 H = Konstante Profilhöhe oder konstanter Durchmesser der Leitung [m]
 $s[h(t)]$ = Der Wassertiefe $h(t)$ entsprechende benetzte Querschnittsfläche [m²]
 S = Konstante Querschnittsfläche der Leitung [m²]
 $Q_{an}(t)$ = Die während dem Anlaufen des Abflussvorganges zur Zeit t im Berechnungspunkt ausfliessende Wassermenge [m³/s]
 Q_{voll} = Abflussmenge der Leitung bei gefülltem Querschnitt S [m³/s]
 L = Länge des Kanals bis zum Berechnungspunkt [m]

Annahme d

Der Wasserspiegel in der Leitung verlaufe jederzeit parallel zur Sohle. Damit gilt für den Wasserinhalt $M(t)$ des Kanals zur Zeit t :

$$M(t) = L s[h(t)] = L S \frac{Q_{an}(t)}{Q_{voll}} = M_{voll} \frac{Q_{an}(t)}{Q_{voll}} \quad [\text{m}^3].$$

- $M(t)$ = Wasserinhalt des Kanals zur Zeit t [m³]
 M_{voll} = maximaler Wasserinhalt = Kanalvolumen [m³]

Abbildung 1
Darstellung der Annahme d.

Aus der gleichen Kontinuitätsbedingung, wie sie auch dem im nächsten Abschnitt beschriebenen italienischen Verfahren zu Grunde liegt,

Zuflussvolumen – Abflussvolumen = Wasserinhalt des Kanals

$$\int_0^t Q_z dt - \int_0^t Q_{an}(t) dt = M(t) \quad [\text{m}^3]$$

erhält MÜLLER-NEUHAUS mit seinen Annahmen

$$Q_z t - \int_0^t Q_{an}(t) dt = \frac{L S}{Q_{voll}} Q_{an}(t) = t_F Q_{an}(t) \quad [\text{m}^3]$$

t_F = Fließzeit in der vollaufenden Leitung [s].

Durch Differenzieren erhält man die Differentialgleichung der Wassermenge in Funktion der Zeit, der sogenannten Anlaufganglinie

$$\frac{dQ_{an}}{dt} = [Q_z - Q_{an}(t)]^{-1} dQ_{an}(t) \quad [--].$$

Schreibt man die aufgelöste Differentialgleichung nach dem Einsetzen der Randbedingung $Q_{an}(t=0) = 0$ exponentiell, so lautet die Gleichung der Anlaufganglinie

$$Q_{an}(t) = Q_z (1 - e^{-t/t_F}) \quad [m^3/s].$$

Diese Gleichung stellt, wie später gezeigt wird, einen Spezialfall des italienischen Verfahrens dar.

Hört der Zufluss nach der Regendauer T auf, so ergibt sich aus der Nullsetzung des Wertes Q_z entsprechend die Gleichung der Ablaufganglinie

$$Q_{ab}(t') = Q_{an}(T) e^{-t'/t_F} \quad [m^3/s],$$

wobei mit der Zählung der Zeit t' ab der Zeit T von Null an zu beginnen ist.

Abbildung 2

An- und Ablaufganglinien. *a* Theoretische Anlaufganglinie nach MÜLLER-NEUHAUS, *b* Korrigierte Anlaufganglinie nach MÜLLER-NEUHAUS, *c* Anlaufganglinie des Fließzeitverfahrens, *d* Theoretische Ablaufganglinie nach MÜLLER-NEUHAUS, *e* Korrigierte Ablaufganglinie nach MÜLLER-NEUHAUS, *f* Ablaufganglinie des Fließzeitverfahrens.

Die Bilder der An- und Ablauffunktionen sind in der Abbildung 2 dargestellt. MÜLLER-NEUHAUS korrigiert die Anlaufganglinie für Wassermengen unterhalb etwa $0,5 Q_z$ entsprechend den hierfür rund doppelt so grossen Fliesszeiten wie bei Vollfüllung und erhält damit die in Abbildung 2 gezeichnete korrigierte Anlaufganglinie. Um die Methode auf möglichst einfache Art mit dem Summenlinienverfahren verknüpfen zu können, wählt er für die Ablaufganglinie die zu $1,0 Q_z$ komplementären Ordinaten der Anlaufganglinie. Das Summenlinienverfahren mit Berücksichtigung des Kanalspeicherraumes kann damit ganz analog zum einfachen Summenlinienverfahren durchgeführt werden, nur mit dem Unterschied, dass die geradlinigen Anlaufganglinien O-A durch den Streckenzug O-B zu ersetzen sind. Es bleibe dahingestellt, ob die Übertragung der An- und Ablaufganglinien, welche nur für die obersten Kanäle (Endhaltungen) hergeleitet wurden, auf die übrigen Kanäle (Zwischenhaltungen) einwandfreie Ergebnisse erwarten lässt. Da der stationäre Abfluss erst bei längeren Regendauern erreicht wird – theoretisch wird er nach MÜLLER-NEUHAUS nie erreicht –, werden die zugehörigen Regenintensitäten kleiner als beim Summenlinienverfahren. Die massgebenden Abflussspitzen werden kleiner, und die Kanäle können enger bemessen werden. Im eingezeichneten Beispiel ($T = 2 t_F$) beträgt die Abflussspitze nur $0,63 Q_z$ gegenüber $1,0 Q_z$ bei Fliesszeit- und Summenlinienverfahren. WÖTTKE [34] zeigt an seinem Beispiel, dass beim Verfahren MÜLLER-NEUHAUS im Hauptsammelkanal eine um 12% kleinere Abflussspitze resultiert als beim Summenlinienverfahren.

Bevor wir die dem Verfahren MÜLLER-NEUHAUS zu Grunde liegenden Annahmen überprüfen, berechnen wir den sogenannt «gespeicherten» Wasserinhalt der Kanäle, welcher beim Fliesszeit- und beim Summenlinienverfahren berücksichtigt ist. Meist wird angenommen, es sei hierbei keine «Speicherung» vorausgesetzt.

1.2 Der bei Fliesszeit- und Summenlinienverfahren berücksichtigte Speicherraum

Annahme a'

Die konstante Zuflussmenge $Q_z = r \sum_i \psi_i F_i$ fliesse auf der ganzen Leitungslänge L gleichmässig verteilt zu.

Annahme b'

Der Leitungsquerschnitt sei im betrachteten Abschnitt auf der ganzen Länge derselbe.

Annahme c'

Die benetzte Querschnittsfläche in der Leitung und die im Berechnungspunkt ausfliessende Wassermenge seien proportional zur Wassertiefe in der Leitung:

$$\frac{h(t)}{H} = \frac{s[h(t)]}{S} = \frac{Q_{an}(t)}{Q_{voll}} \quad [-].$$

Annahme d'

Das sich im Kanal befindende Wasser bewege sich mit der konstanten Geschwindigkeit

$$v_{voll} = \frac{L}{t_F} = \text{konstant}$$

gegen den Berechnungspunkt. Der «gespeicherte» Wasserinhalt $M(t)$ wächst hiermit nach folgender Funktion (s. Abbildung 3)

$$M(t) = s [h(t)] \left(L - \frac{t v_{\text{voll}}}{2} \right) \quad [\text{m}^3].$$

Abbildung 3
Darstellung der Annahme d'.

Aus den Annahmen c' und d' resultiert mit $L = v_{\text{voll}} \cdot t_F$ der Wasserinhalt des Kanals

$$M(t) = \frac{Q_{an}(t)}{Q_{\text{voll}}} S L \left(1 - \frac{t}{2t_F} \right) = Q_{an}(t) \left(t_F - \frac{t}{2} \right) \quad [\text{m}^3].$$

Die Kontinuitätsbedingung lautet damit

$$Q_z t - \int_0^t Q_{an}(t) dt = Q_{an}(t) \left(t_F - \frac{t}{2} \right) \quad [\text{m}^3]$$

$$\frac{dt}{t_F - \frac{t}{2}} = \frac{dQ_{an}(t)}{Q_z - \frac{1}{2}Q_{an}(t)} \quad [-].$$

Nach der Integration sind zur Erfüllung der Randbedingung $Q_{an}(t=0) = 0$ die Integrationskonstanten

$$c_1 = -\ln t_F$$

$$c_2 = \ln Q_z$$

einzusetzen, womit folgende einfache Gleichung der Anlaufanglinie resultiert:

$$Q_{an}(t) = \frac{t}{t_F} Q_z \quad [\text{m}^3/\text{s}].$$

Ist die Regendauer T kürzer als die Fließzeit t_F , so wächst $Q_{an}(t)$ bis zum Wert $Q_{an}(T) = Q_z T/t_F < Q_z$ und bleibt dann konstant bis zur Zeit $t = t_F$. Ist die Regendauer T länger als die Fließzeit, so wächst $Q_{an}(t)$ bis zum Wert $Q_{an}(t_F) = Q_z$ und bleibt dann konstant bis zur Zeit $t = T$ (s. Abbildung 5).

Für die Ablaufganglinie sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem, ob die Regendauer T länger oder kürzer als die Fließzeit t_F ist. $T > t_F$: Mit Nullsetzung des Wertes Q_z lautet die Kontinuitätsbedingung

$$0 - \int Q_{ab}(t') dt = M(t') \quad [\text{m}^3].$$

Hierbei wird die Zeit t' ab T mit Null beginnend eingesetzt. Der Wasserinhalt beträgt nach Abbildung 4:

Abbildung 4
Darstellung des Wasserinhaltes nach Regenende.

$$M(t') = (L - v_{\text{voll}} \cdot t') \frac{1}{2} s [h(t')] = Q_{ab}(t') \frac{1}{2} (t_F - t') \quad [\text{m}^3].$$

Setzt man nach der Integration zur Erfüllung der Randbedingung $Q_{ab}(t' = 0) = Q_{an}(T) = Q_z$ die Integrationskonstanten

$$\begin{aligned} c_1 &= -\ln t_F \\ c_2 &= \ln Q_z \end{aligned}$$

ein, so resultiert folgende einfache Gleichung der Ablaufganglinie

$$Q_{ab}(t') = Q_z \left(1 - \frac{t'}{t_F}\right) \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Abbildung 5

An- und Ablaufganglinie bei Fließzeit- und Summenlinienverfahren. a $Q_{an}(t)$, b $Q_{ab}(t)$, c Q_z , d Q_{max} .

$T < t_F$: Hierfür kann ganz analog folgende Gleichung der Ablaufganglinie hergeleitet werden

$$Q_{ab}(t') = Q_z \frac{T}{t_F} \left(1 - \frac{t'}{T}\right) = Q_z \left(\frac{T-t'}{t_F}\right) \quad [\text{m}^3/\text{s}],$$

wobei mit der Zählung von t' nach Ablauf der Zeit t_F begonnen werden muss.

Die Bilder der An- und Ablauffunktionen sind in der Abbildung 5 dargestellt.

Eine kompliziertere Herleitung des «Abflustrapezes» ist kaum mehr möglich! Sie wurde hier lediglich durchgeführt, um zu zeigen, dass auch bei Fließzeit- und Summenlinienverfahren von der «Berücksichtigung des Speicherraumes» gesprochen werden könnte. Es wird hier nämlich im Maximum (wenn $T > t_F$) ein Volumen von $\frac{1}{2} Q_z t_F$ «gespeichert», welches dem halben Kanalvolumen entspricht.

1.3 Die Annahmen von MÜLLER-NEUHAUS zur Berücksichtigung des Speicherraumes

Nach Annahme *d* verläuft der Wasserspiegel jederzeit parallel zur Sohle, wodurch die Wassertiefe $h(t)$ auf der ganzen Kanallänge gleich gross sein muss. Da die Wassermenge $Q_{an}(t)$ nach Annahme *c* proportional zur Wassertiefe $h(t)$ ist, muss auch sie im betrachteten Zeitpunkt auf der ganzen Kanallänge gleich gross sein. Diese Feststellung widerspricht aber der Annahme *a*, wonach die Wassermenge auf der ganzen Kanallänge verteilt zufließt. Die Annahmen *c* und *d* verlangen somit, dass der ganze Zufluss Q_z am oberen Ende des Kanales erfolgt und dass dort bereits ab Regenbeginn der ganze Querschnitt gefüllt sein muss. Dies bedeutet wiederum nach Annahme *d*, dass der ganze Kanal ab sofort volllaufen sollte.

Der Widerspruch in den Annahmen erklärt die grosse Abweichung der Anlaufganglinie von derjenigen, welche GRUHLER [21] mit zutreffenderen Annahmen ermittelt hat (s. Abschnitt 3).

Wählt man für den Wasserinhalt folgende Annahme *d''*

$$M(t) = \frac{1}{2} L S \frac{Q_{an}(t)}{Q_{voll}} = \frac{1}{2} t_F Q_{an}(t) \quad [\text{m}^3],$$

Abbildung 6
Darstellung der Annahme *d''*.

so erfasst man die wirklichen Verhältnisse gewiss auch nicht richtig (s. Abschnitt 3); die Annahmen widersprechen sich jedoch nicht. Die Funktion der Anlaufganglinie lautet hierfür:

$$Q_{an}(t) = Q_z (1 - e^{-2t/t_F}) \quad [\text{m}^3/\text{s}].$$

Die Durchflussmenge im Berechnungspunkt nimmt nach Ablauf der Fließzeit t_F bereits den Wert

$$Q_z (1 - e^{-2}) = 0,87 Q_z \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

an, währenddem nach MÜLLER-NEUHAUS nur $0,31 Q_z$ erhalten wird. Nach obiger Annahme unterscheidet sich die Ganglinie kaum mehr vom Abflustrapez des Fließzeit- und Summenlinienverfahrens (s. Abbildung 7).

Abbildung 7

Abflussganglinie bei Annahme d'' . a Ganglinie bei Annahme d'' , b Ganglinie des Fließzeitverfahrens.

1.4 Der sogenannt «gespeicherte» Wasserinhalt der Kanäle

In der Abbildung 8 wird das «gespeicherte» Wasservolumen des Fließzeit- und Summenlinienverfahrens mit demjenigen des Verfahrens MÜLLER-NEUHAUS als Funktion der Fließzeit $t = n t_F$ verglichen.

Füllvorgang des Kanals

MÜLLER-NEUHAUS	$M(n t_F) = t_F Q_{an}(t)$	$= t_F Q_z (1 - e^{-n})$
----------------	----------------------------	--------------------------

Fließzeit- und

Summenlinienverfahren	$M(n t_F) = t_F Q_{an}(t) \left(1 - \frac{n}{2}\right)$	$= t_F Q_z \left(n - \frac{n^2}{2}\right)$
-----------------------	---	--

Entleerung des Kanals

(z. B. für $T = 2 t_F$)

MÜLLER-NEUHAUS	$M(n' t_F) = Q_{ab}(t') t_F$	$= t_F Q_{an}(T) e^{-n'}$
----------------	------------------------------	---------------------------

Fließzeit- und

Summenlinienverfahren	$M(n' t_F) = Q_{ab}(t') \frac{1}{2} (t_F - t')$	$= t_F Q_z \frac{1}{2} (1 - n')^2$
-----------------------	---	------------------------------------

Bei Fließzeit- und Summenlinienverfahren entspricht der grösste Wasserinhalt eines Kanals, welcher derart dimensioniert ist, dass er beim Erreichen der Abflussspitze im Berechnungspunkt gerade vollläuft, dem halben Kanalvolumen $\frac{1}{2} t_F Q_z = \frac{1}{2} t_F Q_{voll}$. Nach MÜLLER-NEUHAUS wird der Höchstwert des Wasserinhaltes (= gan-

zes Kanalvolumen) bei anhaltendem Regen theoretisch erst nach unendlich langer Zeit erreicht. Bei der korrigierten Anlaufganglinie von MÜLLER-NEUHAUS wird der ganze Kanal bei anhaltendem Regen nach der siebenfachen Fließzeit gefüllt.

Man erkennt aus den Gleichungen für den Wasserinhalt, dass dieser nichts zu tun hat mit dem Speicherraum, welcher in den oben liegenden Kanalstrecken durch die dort relativ grösser bemessenen Querschnitte geschaffen wurde. Weder Fließ-

Abbildung 8

«Gespeicherter» Wasserinhalt in Funktion der Zeit. *a* Wasserinhalt nach MÜLLER-NEUHAUS, *b* Wasserinhalt beim Fließzeitverfahren.

zeit- und Summenlinienverfahren noch das Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS gestatten, die von SCHRANK festgestellte Tatsache in Rechnung zu stellen. Die An- und Ablaufganglinien sind lediglich eine Folge der zeitlichen Verschiebung, welche die einzelnen Wasserelemente durch die verteilte Beschickung auf die Kanallänge erfahren. Um Missverständnisse auszuschalten, sollte das Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS als *Summenlinienverfahren mit anderer Berücksichtigung des Füllvorganges der Kanäle* bezeichnet werden. Von Speicherung könnte erst gesprochen werden, wenn der Durchfluss im Berechnungspunkt derart gedrosselt würde, dass durch den Rückstau im Sinne von SCHRANK die oben liegenden Kanäle auch durch die längeren «Berechnungsregen» voll ausgelastet würden. In einem späteren Abschnitt wird gezeigt, dass diese Möglichkeit nicht verwirklicht werden sollte. Es sei hier lediglich GEISSLER [38] zitiert:

«Es gilt für den Einfluss des Speicherraumes das gleiche wie bei der Verzögerung, dass nämlich gewisse vereinfachende Voraussetzungen gemacht werden müssen, die den Wert der ganzen Untersuchung in Frage stellen. Es ist deshalb im allgemeinen davon Abstand zu nehmen, das Aufspeichervermögen der Kanäle in die Berechnung einzuführen.»

Das Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS führt – so wie es auch GRUHLER [21] festgestellt hat – zu unzulässig hohen Abflussverminderungen. Auch abgesehen vom grossen Arbeitsaufwand ist die Anwendung des *Summenlinienverfahrens mit anderer Berücksichtigung des Füllvorganges der Kanäle* nicht zu empfehlen.

2. Das italienische Verfahren

2.1 Herleitung des Verfahrens

Über das in Italien von Puppini, Supino, Ippolico, Lelli, Marchetti, Massari u. a. ausgearbeitete analytische Verfahren zur Bemessung von Regenwasserkanälen wird zusammenfassend von SCHAFFERNAK [22] und SUPINO [23] berichtet. Wir nennen die Methode italienisches Verfahren.

Annahme a

Die Wassermenge $Q(t)$ lasse sich durch eine Exponentialfunktion der benetzten Querschnittsfläche $s(t)$ ausdrücken:

$$Q(t) = \mu s(t)^\alpha \quad [\text{m}^3/\text{s}] .$$

μ = Konstante

α = Konstante

Bei Anwendung des Stricklerschen Geschwindigkeitsansatzes kann diese Annahme genau erfüllt werden, beispielsweise bei

– sehr breiten Rechteckprofilen $b \gg h$

$$\begin{array}{ll} \text{Querschnittsfläche} & s = b h \\ \text{Benetzter Umfang} & P = 2 h + b \simeq b \end{array}$$

$$Q = k \cdot J^{1/2} \cdot s^{5/3} \cdot P^{-2/3} = k \cdot J^{1/2} \cdot b^{-2/3} \cdot s^{5/3} = \mu_1 \cdot s^{5/3}$$

– sehr schmalen Rechteckprofilen $h \gg b$

$$\begin{array}{ll} \text{Querschnittsfläche} & s = b h \\ \text{Benetzter Umfang} & P = 2 h + b \simeq 2 h \end{array}$$

$$Q = k \cdot J^{1/2} \cdot s^{5/3} \cdot P^{-2/3} = k \cdot J^{1/2} \left(\frac{b}{2} \right)^{2/3} s = \mu_2 \cdot s^1 .$$

Für Abwasserkanäle kann nach SUPINO der Wert $\alpha = 1$ gesetzt werden.

Annahme b

Der Wasserinhalt $M(t)$ des Kanals zur Zeit t sei eine lineare Funktion der benetzten Querschnittsfläche $s(t)$ im Berechnungspunkt:

$$M(t) = \mu_M s(t) \quad [\text{m}^3] .$$

Wir verwenden folgende Bezeichnungen:

$$Q_z = \text{verteilt zufließende Wassermenge} = r \sum_i \psi_i F_i \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q(t) = \text{im Berechnungspunkt zur Zeit } t \text{ durchfließende Wassermenge} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Q_{zul} = höchste zulässige Durchflussmenge im Berechnungspunkt. Wird Q_{zul} überschritten, so treten irgendwo im Kanalnetz Überlastungen auf. $[m^3/s]$

$s(t)$ = die zur Zeit t benetzte Querschnittsfläche im Berechnungspunkt $[m^2]$

S_{zul} = die gemäss Annahme a ($Q_{zul} = \mu S_{zul}^\alpha$) im Berechnungspunkt höchste zulässige benetzte Querschnittsfläche $[m^2]$

$M(t)$ = Wasserinhalt des Kanals zur Zeit t $[m^3]$

M_{zul} = im Kanal vorhandener Wasserinhalt zur Zeit des höchsten im Berechnungspunkt zulässigen Durchflusses = höchster zulässiger Wasserinhalt des Kanals. M_{zul} ist nicht zu verwechseln mit dem Kanalvolumen. Es gilt nach Annahme b: $M_{zul} = \mu_M S_{zul}$ $[m^3]$

μ_M = Konstante

Die Vereinigung der beiden Annahmen liefert

$$M(t) = M_{zul} \frac{s(t)}{S_{zul}} = M_{zul} \left(\frac{Q(t)}{Q_{zul}} \right)^{1/\alpha} \quad [m^3].$$

Die gleiche Kontinuitätsbedingung, welche auch MÜLLER-NEUHAUS verwendet, lautet beim italienischen Verfahren:

$$\int_0^t Q_z dt - \int_0^t Q(t) dt = M(t) = M_{zul} \left(\frac{Q(t)}{Q_{zul}} \right)^{1/\alpha} \quad [m^3].$$

Durch die Integration erhält man unter Verwendung der Substitution

$$z = Q(t)/Q_z \text{ resp. } z_{zul} = Q_{zul}/Q_z$$

$$t_2 - t_1 = \frac{M_{zul}}{\alpha} Q_z^{1/\alpha-1} Q_{zul}^{-1/\alpha} \int_{z_1}^{z_2} \frac{z^{1/\alpha-1}}{1-z} dz \quad [s].$$

Diese Gleichung ermöglicht es, die Zeitspanne $t_2 - t_1$ zu ermitteln, innert welcher bei konstantem Zufluss Q_z die Wassermenge im Berechnungspunkt von $Q(t_1)$ auf $Q(t_2)$ ansteigt.

Berechnet man die zulässige Regendauer T , während welcher Q_z zufließen darf, bis der ohne Überlastung des Netzes verfügbare Wasserinhalt M_{zul} ausgenützt ist, so hat man

$$\begin{aligned} t_1 &= 0, & Q(t_1 = 0) &= 0, & z_1 &= 0 \\ t_2 &= T, & Q(t_2 = T) &= Q_{zul}, & z_2 &= Q_{zul}/Q_z = z_{zul} \end{aligned}$$

einzusetzen, wodurch man folgende Gleichung erhält:

$$T = \frac{M_{zul}}{Q_z} \cdot \frac{1}{\alpha} \frac{1}{Q_z^{1/\alpha-1}} \cdot \int_0^{z_{zul}} \frac{z^{1/\alpha-1}}{1-z} dz = \frac{M_{zul}}{Q_z} \Phi_\alpha(z_{zul}) \quad [s].$$

In der nachstehenden Tafel von SUPINO [23] sind die Werte $\Phi_\alpha(z_{zul})$ für verschiedene Annahmen von α tabelliert:

z_{zul}	$\Phi(z_{zul})$ $\alpha = 1$	$\Phi(z_{zul})$ $\alpha = 1,25$	$\Phi(z_{zul})$ $\alpha = 1,5$	$\Phi(z_{zul})$ $\alpha = 1,75$	$\Phi(z_{zul})$ $\alpha = 2$
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	1,054	1,047	1,043	1,039	1,035
0,2	1,116	1,102	1,109	1,076	1,076
0,3	1,189	1,166	1,149	1,123	1,132
0,4	1,277	1,243	1,272	1,179	1,179
0,5	1,386	1,338	1,301	1,246	1,246
0,6	1,527	1,458	1,407	1,332	1,332
0,7	1,719	1,624	1,549	1,445	1,445
0,75	1,848	1,732	1,644	1,520	1,520
0,8	1,912	1,869	1,763	1,680	1,614
0,84	2,182	2,011	1,885	1,787	1,709
0,87	2,345	2,147	2,001	1,889	1,800
0,90	2,558	2,323	2,151	2,021	1,916
0,92	2,745	2,477	2,282	2,135	2,017
0,94	2,993	2,680	2,445	2,284	2,150
0,96	3,353	2,974	2,703	2,449	2,339
0,97	3,615	3,187	2,88	2,65	2,47
0,98	3,992	3,49	3,14	2,87	2,47
0,99	4,652	4,02	3,58	3,26	3,01

Beispiel:

In einem Berechnungspunkt eines offenen Entwässerungskanales im Flachland beträgt der zulässige benetzbare Querschnitt S_{zul} [m²]. Die zugehörige zulässige Durchflussmenge beträgt (z. B.) $Q_{zul} = \mu \cdot S_{zul}^{1,25}$. Aus der Wasserspiegellage des Kanals, welche man durch eine Staukurvenrechnung ermittelt hat, resultiert der verfügbare zulässige Wasserinhalt M_{zul} [m³]. Es interessiert nun beispielsweise, wie lange dem Kanal die Wassermenge $Q_z = 2 Q_{zul}$ zugeführt werden darf, bis im Berechnungspunkt gerade Q_{zul} abfließt. Das italienische Verfahren ergibt für diesen Fall

$$z_{zul} = Q_{zul}/Q_z = Q_{zul}/2Q_{zul} = 0,5 \quad [-]$$

$$T = \frac{M_{zul}}{Q_z} \Phi(z_{zul} = 0,5) = \frac{M_{zul}}{2 Q_{zul}} 1,338 = 0,669 \frac{M_{zul}}{Q_{zul}} \quad [\text{s}].$$

Aus der zu Q_z gehörenden Regenintensität und der berechneten zulässigen Zuflussdauer T (= Regendauer) kann nun aus der Häufigkeitskurve der Regenintensitäten das vorhandene Überschreitungsintervall z (bzw. Überlastungsintervall z) herausgelesen werden.

Setzt man in die italienische Gleichung

$$T = \frac{M_{zul}}{Q_z} \cdot \frac{1}{\alpha z_{zul}^{1/\alpha}} \cdot \int_0^{z_{zul}} \frac{z^{1/\alpha-1}}{1-z} dz \quad [\text{s}]$$

folgende extrem vereinfachende Werte ein

$$\begin{aligned} M_{zul} &= t_F Q_{vol} = t_F Q_z \\ Q_{zul} &= Q_z \\ z_{zul} &= 1 \\ z &= Q(t)/Q_z \\ \alpha &= 1, \end{aligned}$$

so erhält man

$$T = t_F \int_0^{z_{zul}} \frac{1}{1-z} dz = t_F \int_0^{Q_z} \frac{1}{Q_z - Q(t)} dQ(t) \quad [\text{s}]$$

$$Q(t) = Q_z (1 - e^{-T/t_F}) \quad [\text{m}^3/\text{s}] .$$

Das ist die Gleichung der Anlaufanglinie von MÜLLER-NEUHAUS, welche hiermit auf einen Spezialfall der italienischen Berechnungsmethode zurückgeführt ist.

Da zur Bemessung der Regenwasserkänäle nur die Höchstabflussmengen berechnet werden müssen, wird im vereinfachten italienischen Verfahren für die Regendauer T die entsprechende Beziehung der Regenintensitäten eingeführt. Ausgehend von der Regenreihe

$$r = \frac{K}{T^{1-n}} \quad [\text{l/s ha}]$$

erhält SUPINO [23] nach einigem Rechnen eine Näherungslösung, welche hier einfach übernommen wird

$$Q_{\max} = (0,221 \alpha + 0,574) n \left(K \sum_i \psi_i F_i \right)^{1/n} M_{zul}^{1-1/n} .$$

Um die üblichen Dimensionen verwenden zu können, ist die Gleichung wie folgt zu schreiben

$$Q_{\max} = (0,221 \alpha + 0,574) n \left(\frac{K \sum_i \Psi_i F_i}{10^3} \right)^{1/n} \left(\frac{M_{zul}}{60} \right)^{1-1/n} \quad [\text{m}^3/\text{s}] .$$

2.2 Abwandlung des italienischen Verfahrens

Eliminiert man die Regendauer aus der italienischen Formel

$$T = \frac{M_{zul}}{Q_z} \Phi_\alpha(z_{zul})$$

durch Einsetzen der bei uns gebräuchlichen Regenintensitätsformel

$$r = \frac{K}{T+B} \quad \text{bzw.} \quad T = \frac{K}{r} - B = \frac{K \sum_i \Psi_i F_i}{Q_z} - B ,$$

so erhält man

$$Q_z = \frac{Q_{zul}}{z_{zul}} = \frac{1}{B} \left[K \sum_i \psi_i F_i - M_{zul} \Phi_\alpha(z_{zul}) \right] .$$

Für die Bestimmung des Maximalwertes von Q_{zul} ist die erste Ableitung obiger Gleichung gleich Null zu setzen:

$$Q'_{zul} = K \sum_i \psi_i F_i - M_{zul} \Phi'_\alpha(z_{zul}) - M_{zul} z_{zul} \Phi'_\alpha(z_{zul}) = 0 .$$

Da für Kreisprofile in grober Näherung $\alpha = 1$ gesetzt werden kann, lässt sich durch Ableiten der Definition von $\Phi_\alpha(z_{zul})$ folgende Beziehung herleiten

$$z_{zul} \Phi'_{\alpha=1}(z_{zul}) = \frac{1}{1-z_{zul}} - \Phi_{\alpha=1}(z_{zul}) \quad [-] .$$

Zusammen mit der Definition

$$\Phi_\alpha(z_{zul}) = \frac{1}{z_{zul}} \cdot \int_0^{z_{zul}} \frac{1}{1-z} dz$$

findet man nach einigem Rechnen

$$z_{\max} = 1 - \frac{M_{zul}}{K \sum_i \psi_i F_i} .$$

Damit resultieren aus der ersten Ableitung von Q_{zul} die gesuchten Resultate, wobei die Zahlenwerte mit folgenden Einheiten einzusetzen sind:

$$\begin{array}{ll} M_{max} & [\text{m}^3] \\ K & [\text{l} \cdot \text{min/s} \cdot \text{ha}] \\ F & [\text{ha}] \\ B & [\text{min}] \\ Q & [\text{m}^3/\text{s}] \end{array}$$

$$z_{max} = 1 - \frac{1000 M_{zul}}{60 K \sum_i \psi_i F_i} \quad [-].$$

$$Q_{max} = \frac{K \sum_i \psi_i F_i}{1000 B} - \frac{M_{zul}}{60 B} [1 + z_{max} \Phi_{\alpha-1}(z_{max})] \quad [\text{m}^3/\text{s}].$$

2.3 Anwendung des italienischen Verfahrens

Die Formeln von SUPINO und damit auch die für unsere Regenintensitätsformeln abgewandelte Gleichung gelten nur für einzelne isolierte Kanalstücke. Um das Verfahren auf ganze Kanalnetze zu übertragen, hat man einige Besonderheiten zu beachten, auf welche hier nicht eingegangen wird. Es sei auf SUPINO [23] und die dort aufgeführte italienische Literatur verwiesen. Die grösste Schwierigkeit bietet die Bestimmung des zum zulässigen Abfluss gehörenden Wasserinhaltes M_{zul} des Netzes. Damit sei auch gleich auf die Fragwürdigkeit des Verfahrens hingewiesen, wenn man es auf die im Längenprofil sehr komplexen Kanalisationsnetze anwenden will. SUPINO schreibt:

«Die Berechnungsannahmen sind für gleichförmige Strömungen gültig, aber sie gelten auch in allgemeineren Fällen, und zwar stets dann, wenn die Neigung der freien Oberfläche annähernd konstant ist. Das ist sehr oft der Fall, besonders bei Kanälen im Flachland.»

Beim betrachteten Füllungsvorgang der Kanalnetze handelt es sich weder um gleichförmige noch um stationäre Bewegungen. Zudem tritt bei unseren oft steilen Kanälen schießender wie strömender Abfluss auf, so dass es schwierig und mit extrem grossem Arbeitsaufwand verbunden ist, den Wasserinhalt des Netzes genau zu ermitteln. Berechnet man den Wasserinhalt nicht genau oder setzt man ihn gar wie MÜLLER-NEUHAUS dem Kanalinhalt gleich, so ist das Verfahren zweifellos den überschaubaren Fliesszeit- und Summenlinienverfahren unterlegen.

Es ist interessant zu vernehmen, dass die italienischen Schöpfer des Verfahrens nirgends von der «Berücksichtigung des Speichervermögens der Kanäle» sprechen, obwohl dieses Verfahren die Möglichkeit einschliesst, die relativ grösser bemessenen Querschnitte der oberhalb liegenden Kanäle in Rechnung zu stellen.

Beim Fliesszeitverfahren setzt man voraus, das ganze Einzugsgebiet eines Berechnungspunktes habe die Form eines Rechteckes, welches durch einen einzigen Sammelkanal (denjenigen mit der längsten Fliesszeit) entwässert werde. Überträgt man diese Vereinfachung auch auf das italienische Verfahren, so lassen sich die für einzelne Kanäle geltenden Formeln auf das «ganze Kanalnetz» anwenden. Nur kann hierbei der Wasserinhalt M_{zul} nicht mehr berechnet werden. Versuchen wir es aber einmal mit der Annahme $M_{zul} = 50\%$ des Inhaltes des Kanalnetzes:

Beispiel:

In den ATV-Richtlinien [37] ist ein Beispiel nach dem Fliesszeitverfahren durchgerechnet worden. Für den Berechnungspunkt 23 erhielt man mit folgenden Daten

$$r = \frac{K}{T + B} = \frac{2400}{T + 9} \text{ [l/s ha]}.$$

Fliesszeit im längsten Kanal = 1877 s = 31 min

$\sum_i \psi_i \cdot F_i$ des ganzen Einzugsgebietes = 25 ha

$$Q_{\max} = r \sum_i \psi_i F_i = \frac{2400}{31 + 9} \cdot 25 = 1500 \text{ l/s} = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Der Inhalt des Kanalnetzes lässt sich aus dem Lageplan zu ca. 2800 m³ berechnen. In der abgewandelten italienischen Formel setzen wir also $M_{zul} = 0,5 \cdot 2800 \text{ m}^3 = 1400 \text{ m}^3$ ein:

$$z_{\max} = 1 - \frac{1000 M_{zul}}{60 K \sum_i \psi_i F_i} = 1 - \frac{1000 \cdot 1400}{60 \cdot 2400 \cdot 25} = 0,61 \quad [-]$$

$\Phi_{\alpha=1}(z_{\max} = 0,61)$ aus Zahlentafel von SUPINO = 1,55

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= \frac{K \sum_i \psi_i F_i}{1000 B} - \frac{M_{zul}}{60 B} [1 + z_{\max} \Phi_{\alpha}(z_{zul})] \\ &= \frac{2400 \cdot 25}{1000 \cdot 9} - \frac{1400}{60 \cdot 9} [1 + 0,61 \cdot 1,55] = 1,6 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

Dieses Resultat soll nicht dazu aufmuntern, die Kanalnetze derart zu bemessen. Es soll durch die gute Übereinstimmung mit dem Fliesszeitverfahren lediglich noch einmal die Feststellung bekräftigen, dass bei Fliesszeit- und Summenlinienverfahren die «Kanalspeicherung» oder besser der Füllvorgang der Kanäle auch berücksichtigt ist. Für das gleiche ATV-Beispiel liefert das Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS eine um 17% kleinere Abflussmenge im Punkt 23. Das ist übrigens eine Differenz, welche in keinem Verhältnis zu den Ungenauigkeiten in den Abflussbeiwerten steht.

3. Das Verfahren nach GRUHLER

Die von GRUHLER [21] für den stationären Abflussvorgang in kontinuierlich beschickten Kanalisationsleitungen ermittelten Wasserspiegel sind in Abbildung 9 dargestellt:

Abbildung 9

Wasserspiegel nach GRUHLER [21]. a Endhaltung, b Zwischenhaltung.

GRUHLERS Untersuchungen ergaben, dass der Wasserspiegel nach beendigem Füllvorgang geradlinig angenommen werden kann. Die Wassertiefe steigt in den obersten Kanälen (Endhaltungen) linear von $h_1 = 0,2 D_1$ auf $h_2 = D_1$. Der maximale Wassereintrag der Endhaltung wird damit zu ca. 65% des Leitungsvolumens. In den nachfolgenden Kanälen (Zwischenhaltungen) wächst die Wassertiefe proportional von $h_2 = 0,6 D_2$ auf $h_3 = D$. Der maximale Wassereintrag in den Zwischenhaltungen wird hiermit zu ca. 88% des Leitungsvolumens festgelegt.

Auch GRUHLER trifft stark vereinfachende Annahmen. Er basiert beispielsweise auf Teilfüllungskurven, welche nur für Normalabfluss Gültigkeit haben. Seine Wasserspiegellage in der Endhaltung kann mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen. Es sei hier nur auf FAVRE [39] und CAMP [40] verwiesen, wo hydraulisch einwandfrei gezeigt wird, welche Form die freie Oberfläche in kontinuierlich beschickten Gerinnen bei stationärer, strömender Bewegung annimmt. Die von CAMP erweiterte Gleichung von FAVRE für rechteckförmige Gerinne

$$h_1 = h_2 \left[\sqrt{2 \left(\frac{h_k}{h_2} \right)^3 + \left(1 - \frac{J L}{3 h_2} \right)^2} - \frac{2 J L}{3 h_2} \right]$$

h_k = kritische Wassertiefe

J = Sohlengefälle

zeigt, dass h_1 meist grösser als h_2 ist (s. Abbildung 10).

Abbildung 10

Wasserspiegel in kontinuierlich beschicktem Gerinne nach FAVRE [39].

Daneben nimmt GRUHLER keine Rücksicht auf den oft vorkommenden schiessenden Abfluss. In Anlehnung an das Verfahren von SCHOENEFELDT [17–19] ermittelt GRUHLER nun die Anlaufganglinien, welche in Abbildung 11 zusammen mit der Anlaufganglinie von Fliesszeit- und Summenlinienverfahren dargestellt sind.

Da nach GRUHLER der Abfluss nach der Zeit $T = 1 t_F$ noch geringer ist als der Zufluss, schlägt er vor, diesen Umstand in der Abflussformel

$$Q = r \sum_i \psi_i F_i \quad [l/s]$$

durch den Korrekturfaktor φ_s , wie folgt zu berücksichtigen:

$$Q = \varphi_s r \sum_i \psi_i F_i \quad [l/s]$$

φ_s für Endhaltungen = 0,8 [–]

φ_s für Zwischenhaltungen = 0,9 [–].

GRUHLER ermittelt noch einen weiteren Abminderungsfaktor φ_k , weil in Wirklichkeit der Zufluss in die Kanäle erst nach einer gewissen Zeit, der Anlauf- oder Aussenkonzentrationszeit, konstant wird. Für die praktische Verwendung schlägt er als Mittelwerte in Abhängigkeit von der Fließzeit t_F vor:

$\varphi_k = 0,90$	für $t_F = 10$ min.
0,94	15 min.
0,96	20 min.
0,98	30 min.

Er ersetzt nun das Produkt der beiden Koeffizienten durch $\varphi_{ks} = \varphi_k \varphi_s$ und erhält eine verbesserte Abflussformel

$$Q = \varphi_{ks} r \sum_i \psi_i F_i \quad [l/s].$$

Endhaltungen	$\varphi_{ks} = 0,70$	
Zwischenhaltungen	$\varphi_{ks} = 0,80$	für $t_F \leq 10$ Min.
	$\varphi_{ks} = 0,85$	$t_F = 15 \div 20$ Min.
	$\varphi_{ks} = 0,90$	$t_F \geq 30$ Min.

Abbildung 11

Anlaufganglinie nach GRUHLER [21]. a Anlaufganglinie beim Fließzeitverfahren, b Anlaufganglinie für Zwischenhaltung nach GRUHLER, c Anlaufganglinie für Endhaltung nach GRUHLER.

Das gegenüber MÜLLER-NEUHAUS [20] auf besseren Grundlagen aufgebaute Verfahren von GRUHLER ist sowohl mit Fließzeit- wie Summenlinienverfahren einfach zu verknüpfen. Die φ_{ks} -Faktoren stellen aber zweifellos grobe Näherungswerte dar, so dass deren Multiplikation mit den noch ungenaueren Abflussbeiwerten kaum erforderlich ist. Da definitionsgemäss in den Scheitelabflussbeiwerten der Formel

$$Q = r \sum_i \psi_i F_i \quad [l/s]$$

alle Einflussgrößen von der Ungenauigkeit des Pluviographen über die Versickerung und Verzögerung bis zum Einfluss der «Kanalspeicherung» berücksichtigt sind, ist eine Verbesserung der Formel ohnehin zwecklos.

Die Unverträglichkeit der Berücksichtigung des Kanalspeicherraumes mit einem festgelegten Überschreitungsintervall der Regenintensitäten

Der Bemessung einer Regenwasserkanalisation legt man ein frei wählbares Überschreitungsintervall z der Regenintensitäten zu Grunde. Dieses umfasst diejenige Anzahl z Jahre, innert welcher jeder Berechnungspunkt des Netzes im Mittel einmal überlastet werden darf. Das Überschreitungsintervall legt als Parameter die Häufigkeitskurve der Regenintensitäten fest:

$$r_T^{(z)} = \frac{15 + B}{T + B} (1 + C \cdot \log z) r_{15}^{(1)} \quad \text{für die Schweiz [32, 33]}$$

$$r_T^{(z)} = \frac{38}{T + 9} (z^{1/4} - 0,369) r_{15}^{(1)} \quad \text{für Deutschland [41].}$$

Diese Beziehung zwischen den Regenintensitäten $r_T^{(z)}$ und den Regenabschnittsdauern sagt über den zeitlichen Intensitätsverlauf eines einzelnen Regenfalles nichts aus. Sie bestimmt lediglich diejenige Intensität, welche gemittelt über die festgelegte Regenabschnittsdauer T durchschnittlich innert z Jahren einmal erreicht oder überschritten wird. Die Intensität $r_T^{(z)}$ kann somit ohne weiteres über eine kürzere oder längere Zeit auftreten; nur ihr Mittel über die Zeitspanne T muss dem Wert $r_T^{(z)}$ entsprechen. Ein Starkregenfall, der beispielsweise mit einer mittleren Intensität von 1 mm/min nur 15 Minuten dauert, wird in der Intensitätsstatistik bei den 20-Minuten-Abschnittsdauern mit

$$1 \text{ mm/min} \cdot \frac{15}{20} = 0,75 \text{ mm/min}$$

zum Ausdruck kommen. Ebenso kann es während 40 Minuten annähernd konstant mit 0,75 mm/min regnen, ohne dass dieser Regenfall bei den 20-Minuten-Abschnittsdauern mit mehr als 0,75 mm/min zu Buche stehen muss. Daneben wird die Regenabschnittsdauer T vielfach als Regendauer bezeichnet und oft als effektive Dauer eines Regens aufgefasst. Sie ist aber nichts anderes als eine Zeitspanne, welche zu Beginn, irgendwo im Verlaufe des Regens oder erst am Ende des Regens herausgegriffen ist, oder welche gar länger als die effektive Regendauer sein kann.

Bei der Entwicklung einer Kanalbemessungsmethode darf folgender wesentliche Punkt nicht ausser Acht gelassen werden:

Die aus den Häufigkeitskurven der Regenintensitäten herausgelesenen Intensitäten stellen Mittel über Zeitspannen T dar, welche mit den effektiven Regendauern nichts zu tun haben. Der effektive Regenfall, der während seines intensivsten Abschnittes im Mittel während der Zeitspanne T den Wert $r_T^{(z)}$ erreicht, kann von kleinerer oder grösserer Dauer als T Minuten sein.

Ein Kanalnetz, welches für ein Überschreitungsintervall z dimensioniert ist, darf in den entsprechenden Berechnungspunkten nur dann überlastet werden, wenn im Verlaufe des intensivsten Abschnittes des Regenfalles eine grössere Niederschlagshöhe N fällt als $r_T^{(z)} \cdot T$

$$N = \frac{r_T^{(z)} 60 T}{1000} \quad [\text{mm}].$$

Wenn ein Regenfall während 30 Minuten eine Intensität von $r_T^{(z)} = 20$ Min. entwickelt, darf er diejenigen Berechnungspunkte nicht überlasten, für welche die Regendauer $T = 20$ Minuten massgebend ist. Er darf sich nur in den Berechnungspunkten ($T = 30$ Minuten) durch eine Überlastung auswirken.

Ein Kanalnetz sei beispielsweise für ein Überschreitungsintervall z Jahre bemessen worden und zwar mit «Berücksichtigung des Kanalspeicherraumes» oder zutreffender ausgedrückt, mit Berücksichtigung des Füllvorganges der Kanäle. Nun fällt ein Regen, welcher während 30 Minuten eine mittlere Intensität $r_T^{(z)} = 20$ Min. aufweist. Hätte man den Füllvorgang im Kanalnetz nicht berücksichtigt, was zudem erheblich weniger Arbeit gekostet hätte, so wäre das Kanalnetz in Übereinstimmung mit der Bemessungsgrundlage (durchschnittlich eine Überlastung jedes Berechnungspunktes in z Jahren) im Berechnungspunkt $T = 20$ Minuten nicht überlastet worden, weil dessen Querschnitt für einen stationären Abfluss von beliebig langer Dauer genügt hätte. Die Unzulänglichkeit der Kanalspeichermethoden manifestiert sich noch eindrücklicher, wenn man bedenkt, dass die Kanäle meist nicht leer sind, wenn der irreführend als «Berechnungsregen» bezeichnete Regenabschnitt (mit der massgebenden Regenintensität) auftritt.

Die Berücksichtigung des «Kanalspeicherraumes» reduziert das zu Grunde gelegte Überschreitungsintervall, weil für jeden Berechnungspunkt neben einer zulässigen Höchstintensität gleichzeitig eine zulässige längste Regenabschnittsdauer T vorausgesetzt wird und weil bei Eintreten der zulässigen Höchstintensität leere Kanäle angenommen werden.

Kanalberechnungsmethoden, welche die Kenntnis des zeitlichen Verlaufes eines Regenfalles erfordern – und damit sind die «Kanalspeichermethoden» gemeint –, bedürfen einer besonderen Auswertung der Pluviogramme. Sie dürfen nicht auf den Häufigkeitskurven der Regenintensitäten basieren.

Dem Praktiker stehen zur zweckmässigen Dimensionierung der Regenwasserkanalisationen mit Fliesszeit- und Summenlinienverfahren einfache und bewährte Mittel zur Verfügung, da hiermit die Querschnitte unabhängig von der effektiven Regendauer für den stationären Durchfluss der Spitzenwassermengen bemessen werden.

Zusammenfassung

Es werden drei Verfahren näher untersucht, welche zur Bemessung von Regenwasserkanalisationen den sogenannten Kanalspeicherraum zu berücksichtigen versuchen. Die Verfahren von MÜLLER-NEUHAUS und GRUHLER können wegen Unzulänglichkeiten in den Annahmen neben den bewährten Fliesszeit- und Summenlinienverfahren nicht bestehen. Das italienische Verfahren eignet sich wegen der schwierigen Berechnung des Wasserinhaltes im Kanalnetz nicht zur praktischen Dimensionierung. Da zudem die Voraussetzungen aller «Speicherverfahren» mit den festgelegten Überschreitungsintervallen der Regenintensitäten unverträglich sind, ist ihre Anwendung nicht gerechtfertigt.

SUMMARY

Three methods for the dimensioning of storm water sewers have been investigated which emphasize the storage volume of the sewers. Due to inadequate assumptions, the methods proposed by MÜLLER-NEUHAUS and GRUHLER proved to be inapplicable and

cannot replace the hitherto used rational method and 'Summenlinienverfahren'. The Italian method based on the difficult evaluation of the water volume within the sewerage system is too complicated for practical use. Furthermore, all calculation methods considering the storage capacity are based on assumptions which are incompatible with the chosen design value of the recurrence interval of the rainfall intensities. Their application is not recommended.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] REINHOLD, F., *Die Berechnung von Regen- und Mischwasserleitungen nach dem Zeitbeiwertverfahren*, Öst. Bauztg. 10, H. 1 (1955).
- [2] IMHOFF, K., *Taschenbuch der Städtentwässerung*, 21. Aufl. (Verlag Oldenbourg, München 1966).
- [3] ASCE, *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, Manuals Engng. Pract. No. 37 (1960).
- [4] WPCF, *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, WPCF Manual of Practice No. 9, Washington D.C. (1960).
- [5] LLOYD-DAVIES, D. E., *The Elimination of Storm-Water from Sewerage Systems*, Min. Proc. Instn Civ. Engrs 164, No. 3560 (1906).
- [6] REID, J., *The Estimation of Storm-Water Discharge*, J. Instn of Municipal and County Engrs 53, No. 23 (1927).
- [7] RILEY, D. W., *Notes on Calculating the Flow in Surface Water Sewers*, J. Instn Munic. County Engrs 58, No. 20 (1932).
- [8] EIGENBRODT, H., *Über die Bestimmung der in Sietnetzen abzuführenden grössten sekundlichen Regenwassermengen*, Diss. TH Darmstadt (1921) und Gesundheitsing. 45, H. 1, 7, 8 und 11 (1922).
- [9] JÜVA, K., *Beitrag zur Berechnung des Regenabflusses im Sietnetz*, Gesundheitsing. 53, H. 34 (1930).
- [10] REINHOLD, F., *Die Bemessung von Regenwasserkanälen mit Hilfe nomographischer Verfahren*, Diss. TH Danzig (R. Oldenbourg, München 1926).
- [11] HALLWACHS, K. G., *Die Bestimmung von Regenabflüssen nach einem verbesserten Zeitbeiwertverfahren*, Diss. TH Darmstadt (1964).
- [12] WUSTLICH, *Analytische Ermittlung der massgebenden Wassermenge zur Bemessung der Regenwassersammler grösserer Einzugsgebiete*, Dt. Wasserwirtsch. 38, H. 3 (1943).
- [13] GREGORY, R. L., und ARNOLD, C. E., *Runoff- Rational Runoff Formulas*, Trans. Am. Soc. Civ. Engrs 101 (1936) und 96 (1932).
- [14] ESCRITT, L. B., *Sewerage and Sewage Disposal* (Contractors Record Ltd., London 1962).
- [15] VICARI, M., *Die graphische Berechnung städtischer Kanalnetze nach Ingenieur Hauff*, Mainz, Gesundheitsing. 32, H. 34 (1909).
- [16] KEHR, D., *Die Berechnung von Regenwasserabflüssen* (Oldenbourg, München und Berlin 1933).
- [17] SCHOENEFELDT, O., *Die rechnerische Erfassung des Regenwasserabflusses bei der Städteentwässerung*, Gesundheitsing. 60, H. 28 (1937).
- [18] SCHOENEFELDT, O., *Die Abflusswelle bei der Städteentwässerung*, Gesundheitsing. 60, H. 25/26 (1937).
- [19] SCHOENEFELDT, O., *Das zweckmässige Berechnungsverfahren für Regenwasserleitungen*, Gesundheitsing. 66, H. 11/12 (1943).
- [20] MÜLLER-NEUHAUS, G., *Die Ermittlung von Regenwasserabflüssen*, Gesundheitsing. 68, H. 5 (1947).
- [21] GRUHLER, J. F., *Die Berücksichtigung des Speichervermögens von Regenwasser-Kanalisationen*, Gesundheitsing. 84, H. 6 (1963).
- [22] SCHAFFERNAK, F., *Hydrographie* (Verlag J. Springer, Wien 1935, und Akademische Druck- und Verlagsanstalt, Graz 1960).
- [23] SUPINO, G., *Die analytische Berechnung des Hochwasserabflusses in einem grossen Kanalnetz*, Wasserwirtschaft 52, H. 5 (1962).

- [24] HENDRIKS, L., Polytech. Tijdschr., H. 9/10 (1954).
- [25] HENDRIKS, L., Polytech. Tijdschr., 27, H. 10 (1965).
- [26] COLEMAN, G. S., und JOHNSON, A., *Rainfall Run-off*, J. Instn Munic. County Engrs 58, No. 18 (1932).
- [27] ORMSBY, M. T. M., *Rainfall and Run-off Calculations*, J. Instn Munic. County Engrs 59, No. 16 (1933).
- [28] HART, C. A., *Correspondence on Rainfall and Run-off*, J. Instn Munic. County Engrs 59, No. 18 (1933).
- [29] HICKS, W. I., *A Method of Computing Urban Run-off*, Trans. ASCE 109, 1217–1253 (1944).
- [30] THOLIN, A. L., und KEIFER, C. J., *The Hydrology of Urban Run-off*, J. Sanit. Engng Div. Proc. ASCE 85, No. SA 2, Paper 1984 (1959).
- [31] WATKINS, L. H., *The Design of Urban Sewer Systems*, Tech. Pap. Rd Res. No. 55 (London 1962).
- [32] HÖRLER, A., und RHEIN, H. R., *Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz*, Schweiz. Z. Hydrol. 24, Fasc. 2 (1962).
- [33] HÖRLER, A., und RHEIN, H. R., *Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz*, Schweiz. Bauztg 79, H. 32 (1961).
- [34] WÖTTKE, H., *Beitrag zur vergleichenden Betrachtung deutscher Kanalberechnungsmethoden*, Bauamt und Gemeindebau 273 (1957).
- [35] SCHRANK, F., *Ausnutzung der freien Räume in Sielnetzen während des Abflusses kritischer Regen zur Erzielung kleinerer Kanalquerschnitte*, Gesundheitsing. 37, H. 29 (1914).
- [36] RENDSVIG, P. H., *Über die Bedeutung des Leitungsvolumens bei der Berechnung von Entwässerungsleitungen*, Gesundheitsing. 84, H. 8 (1963).
- [37] ABWASSERTECHNISCHE VEREINIGUNG E. V., *Richtlinien für die Berechnung von Regen- und Mischwasserkanälen*, ATV-Bericht, H. 7 (1956).
- [38] GEISSLER, W., *Kanalisation und Abwasserreinigung* (Springer-Verlag, Berlin 1933).
- [39] FAVRE, H., *Contribution à l'étude des courants liquides*, Veröffentlichung der Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH (Rascher Verlag, Zürich 1933).
- [40] CAMP, T. R., Trans. ASCE 105 (1940).
- [41] REINHOLD, F., *Regenspenden in Deutschland*, Archiv für Wasserwirtschaft, H. 56 (1940).

Adresse des Autors:

Hansjörg Weinmann, dipl. Ing., Heerenstrasse 40, 8706 Feldmeilen